論文 150MPa 超高強度コンクリートを用いたRC柱の耐震性能

小室 努^{*1}·渡辺英義^{*2}·是永健好^{*2}·川端一三^{*3}

要旨:コンクリート強度が 150MPa 級の超高強度コンクリートを用い,軸方向筋に SD685, 横補強筋に SBPD1275/1420 を使用した鉄筋コンクリート柱の耐震構造実験を実施した。曲 げ耐力および変形性能,せん断耐力,付着割裂性状,PCa化工法適用による構造性能の 変化を把握することを目的とし,6体の試験体について一定軸力下のもとで静的載荷実験 を行った。横拘束筋が十分であれば水平力に対し弾性範囲が極めて大きく,Q/BD=10N/mm² 程度の高いせん断力レベルまで損傷が非常に小さいことがわかった。また,終局曲げ耐 力・終局せん断耐力の評価方法および骨格曲線の設定法について検討を行なった。

キーワード: 高強度,3成分セメント,終局曲げ耐力,せん断耐力,骨格曲線

1.はじめに

RC造建物の超高層化・長スパン化に伴い, 下層階の柱には,非常に大きい鉛直荷重が作用 する。建築計画を阻害することなく,下層階の 柱を計画するためには,材料の高強度化が必須 であり,コンクリートの高強度化に関する研究 および実施適用が近年多く行われてきた。著者 らは,RC造建物の更なる高層化・長スパン化 を目指し,圧縮強度が150MPa級の超高強度コン クリートを使用したRC柱の開発を実施してい る。本研究では,圧縮強度が150MPa級の超高強 度コンクリートを用いたRC柱の地震時の力学 性状を把握することを目的とし,水平加力試験 を実施し,耐震性能について考察を行った。

2.実験概要

試験体一覧を表 - 1 に,試験体断面を図 - 1 に示す。試験体は,断面 BxD=300x300mm,せん 断スパン比 M/QD = 1.5 ,軸力比=0.33 を共通とし た6体である。実験パラメータは,軸方向筋比・ 横補強筋比とし,現場打設工法に加え,PCa 化 工法を想定した試験体を準備した。 基準試験体 150-1 に対して,150-2 は軸方向 筋を多くした試験体,150-4 は横補強筋を減ら しせん断破壊を意図した試験体である。150-3 および 150-5 は,現場打設を想定した 150-1 お よび 150-4 に対し,それぞれ PCa 化工法を想定 した試験体である。現場打設工法と PCa 化工法 を想定した試験体の配筋の比較を図 - 2 に示す。 150-3 および 150-5 (PCa 化)では柱脚部にスリ ーブ継手による軸方向筋の継手を設け,スリー ブ内および柱脚 - 基礎スタブの接合目地(目地 高さ 10mm)を無機グラウト(現場封かん養生 4 週強度 111 N/mm²)で充填した。150-6 は,最外 縁軸方向筋を増やし,軸方向筋とコンクリート の付着状況を厳しく設定した試験体である。目 標強度が 150N/mm²であるコンクリートの調合を



*1 大成建設(株) 設計本部構造グループ 工修(正会員)

*2 大成建設(株) 技術センター 建築技術研究所 構造研究室 工修(正会員)

*3 大成建設(株) 設計本部

(正会員)

表 - 2 に, 圧縮試験結果を表 - 3 に示す。結合 材には, 早強ポルトランドセメントとシリカフ ュームにスラグ石膏系混和材を加えている。ま た,火災時の爆裂対策用ポリプロピレン繊維を フレッシュコンクリートに 3.0 kg/m³ 混入し試 験体を打設した。軸方向筋は SD685 を,横補強 筋は異形 PC 鋼棒 (SBPD 1275 /1420)を使用し た。材料特性を表 - 4 に示す。

加力方法を図 - 3 に示す。加力は,軸力 0.33 _B・_cA(_B:コンクリート強度,_cA:コン クリート断面積)を一定に保ち,水平力を変位 制御で正負繰返しに作用させ,部材角±1/500 を1回,±1/200,±1/100,±1/50 をそれぞれ 3 回,±1/25を2回とした。

試験	軸方向 筋	軸方向 筋比	横補強筋 SBPD	横補強 筋比	工法
144	SD685	pg(%)	1275/1420	pw(%)	
150-1	12-D16	2.65			現場
150-2	16-D16	3.54	U6.4-@40	1.00	現場
150-3	12-D16	2.65			PCa
150-4	12-D16	2.65		0 50	現場
150-5	12-D16	2.65	00.4-@00	0.50	PCa
150-6	20-D16	4.42	U5.1-@40	0.98	現場

表 - 1 試験体一覧





表 - 2 コンクリート調合

水結合材	結合材 ^{*1}	水	粗骨材 ^{*2}	細骨材 ^{*3}
比 (%)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)
15.0	1000	150	871	461

*1 早強ポルトランドセメント:スラグ石膏:シリカフューム=7:2.1(質量比) *2 安山岩系砕石 *3 安山岩系砕砂

表 -	3	コンク	リー	トの	圧縮	試験	結果
-----	---	-----	----	----	----	----	----

圧縮強度	ヤング係数	ポアソン比
(N/mm^2)	(kN/mm ²)	
147	42.9	0.25

表-4 鉄筋の材料特性

分 弦	降伏点	引張強さ	ヤング係数	伸び	
亚大 月刀	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)	(%)	
D16 ^{*1}	757	972	193	8.8	
D16 *2	747	955	195	11.4	
U6.4	1460	1482	206	8.4	
U5.1	1312	1492	196	7.4	
*1 SD685 竹ふし鉄筋 現場打設工法試験体に使用					

*2 SD685 ネジ鉄筋 PCa化工法試験体に使用



図 - 3 加力方法

3.実験結果

3.1 せん断力 - 変形角関係

各試験体のせん断力(Q) - 部材変形角(R)関係 を図 - 4 に,150-1 の破壊進展状況を写真 - 1 に示す。以下に各試験体の実験状況を示す。

(1) 150-1,150-2,150-3

R=1/500 では,ひび割れは観察されず, R= 1/200 の加力で曲げひび割れおよびせん断ひび 割れが発生した。150-1 の R=1/200 ピークでの せん断応力度(Q/BD)は 9.7 N/mm²と非常に大き いレベルであるにもかかわらず,ひび割れは数 本しか発生せず,除荷時にはひび割れ幅はほぼ Omm であり,損傷は極めて小さかった(写真-1)。 R=1/100 に圧縮側かぶりコンクリートの圧壊が みられ,圧縮側の軸方向筋が降伏した。R=1/25 の2回目までエネルギー吸収能力の高い履歴性



図-4 せん断力-変形角関係



R=1/200(=9.7N/mm²) R=1/100(=10.9N/mm²) R=1/50(=10.0N/mm²) R=1/25(=8.6N/mm²) 最終状況 写真-1 150-1 破壊進展状況 =Q/BD(Q:加力せん断力,B:柱幅,D柱せい)

状を示し,十分な変形性能を有していた。 150-1 を PCa 化した 150-3 は,150-1 とほぼ同様 の Q-R 関係を示しており,接合目地部のグラウ ト材の有無による影響は少ない。150-3 の方が 繰り返し載荷やかぶりコンクリート圧壊による 耐力低下が少ない傾向にある。 (2) 150-4, 150-5

他の試験体と同様にR=1/200の加力で曲げひ び割れおよびせん断ひび割れが発生した。 R=1/100の繰り返しにおいて耐力低下が大きく なり,R=1/50の繰り返し加力において横補強筋 が破断し加力を終了した。PCa化した150-5の 方が繰り返し載荷による耐力低下が少ない。

(3) 150-6

他の試験体と同様にR=1/200の加力で曲げひ び割れおよびせん断ひび割れが発生したが,か ぶりコンクリートの大きな圧壊はみられず,R= 1/50 に至るまで耐力は上昇した。R=1/25の加力 においては履歴ループが逆S字型となったが, これは付着性状の劣化によるものと考えられる。

3.2 横補強筋のひずみ

150-1 および 150-4 の試験区間内の横補強筋 ひずみ分布(正方向1回目加力ピーク時)を図 - 5 示す。150-1 ではせん断ひび割れ発生以降, 中子筋のひずみが外周筋より大きくなっている が,R=1/50 においても弾性域に留まっている。 これに対し、横補強筋量の少ない 150-4 では R= 1/100 で中子筋・外周筋ともかなり大きいひず み(4500µ程度)を示しており,R=1/50 で降伏 し破断に至った。また,150-1 150-2 150-6 と軸方向筋量が大きくなるほど,同一変形時の 横補強筋のひずみが小さくなる傾向にあった。

3.3 軸方向ひずみ

各試験体の軸方向ひずみと部材変形角の関係 を図 - 6 に示す。150-2 と比較し軸方向筋量の 少ない 150-1 では,R=1/50 以降軸方向ひずみが 大きくなっている。せん断破壊型の 150-4 は, せん断ひび割れが大きく進展した R=1/100 以降 軸方向ひずみが大きくなっている。また,現場 打設を想定した試験体と比較し PCa 試験体のほ うが,軸方向ひずみが小さい傾向にある。

4.考察

4.1 終局曲げ耐力

150-1 および著者らが以前報告した圧縮強度



図 - 5 横補強筋のひずみ分布(150-1,150-4)



図 - 6 軸方向ひずみ - 部材変形角関係

100MPa 級の柱部材実験¹⁾の No.2 試験体(以下, 100-2)の曲げモーメント - 部材変形角関係上に 終局曲げ耐力の計算値を図示したものを図 - 7 に示す。曲げ耐力は、コンクリート圧縮応力分布 を等価なストレスブロックに置換し、平面保持 を仮定し算出した。圧縮縁の終局ひずみ(u) およびストレスブロックの設定は、ACI318 規準 (以下,ACI)および New RC 報告書²⁾(以下,New RC)の方法を用いた。ACI ではストスレスブロッ ク係数の 1 を 0.65 以上としているが、超高強 度コンクリートの応力 - ひずみ関係は直線的で 軟化域が少ないことを考慮し、応力分布が三角 形分布の場合、すなわち 1 0.5 と仮定した場 合の曲げ耐力もあわせて算出した。また,New RC の方法においては,横拘束されているコア部分 を対象とした。

図 - 7 より, 圧縮強度 100MPa 級の部材 (100-2)においては, ACI の方法(10.65) の曲げ耐力は,かぶりコンクリートの圧壊開始 の実験値に相当し,これ以降耐力の上昇がみら れる。また, ACI の方法で10.50 とした場合 の曲げ耐力は,過度に安全側の評価となってい る。New RC の方法の曲げ耐力は,圧壊後の曲げ 耐力を安全側に評価している。

これに対し 150-1 においては,ACI の方法(1 0.65)の曲げ耐力は,過大な評価で, 1 0.50とした場合の曲げ耐力が,かぶりコンクリ ートの圧壊時の耐力にほぼ相当している。また, New RC の方法の曲げ耐力は,圧壊後の R=1/50 1回目ループの最大値程度であり,曲げ耐力を 適切に評価している。

150-1 および 150-4 のせん断力(Qe: P-

4.2 せん断耐力

効果を考慮したせん断力) - 部材変形角関係上 に終局せん断耐力を図示したものを図 - 8 に示 す。せん断耐力の算定は New RC 報告書²⁾に示 される方法により行い, ヒンジを計画しない場 合のせん断耐力(Qs1)および保証塑性回転角を 1/50 でヒンジを計画する場合のせん断耐力 (Qs2)を算定した。また,終局曲げ強度(ACI 1 0.50)から定まるせん断力(Qf)をあわせて示 した。せん断強度 Qs1 が曲げ強度(Qf)より大き い150-1 では,曲げ降伏後も R=1/50 の1回目の ループまでほぼQs2 の耐力を有している。せん 断強度 Qs1 が曲げ強度(Qf)より低いせん断破壊 型の 150-4 では, R=1/100 の1回目のループで Qs1 の耐力に達し,これ以降耐力低下している。

全試験体および100MPa級の柱部材実験¹⁾の最 大耐力の実験値(Qexp)と計算値の比較を図 - 9 に示す。図より,ヒンジを計画しない場合のせ ん断耐力(Qs1)は,せん断破壊先行型(Qs1/Qf <1.0)の実験結果を精度よく推定している。ヒ ンジを計画する場合のせん断耐力(Qs2)に関し







図-8 せん断耐力と実験との比較



図 - 9 最大耐力(実験値)と計算値の比較

も,Qs2/Qf 1.0 とすることにより曲げ耐力が 十分に確保されることがわかる。

4.3 せん断力 - 部材変形角関係

150-2 におけるせん断力 - 部材変形角関係の 実験結果と解析結果(骨格曲線)の比較を図 -10に示す。部材変形は,危険断面位置で平面 保持を仮定し,ファイバーモデルを用いてモー メント - 曲率関係を求め,塑性ヒンジ長さ (Lp=D)を考慮して曲げ変形を算定し,せん断変 形との和とした。詳細は文献3)による。材料の 応力ひずみ関係は,プレーンおよび拘束コンク リートについて六車・渡邉モデル⁴⁾を,鉄筋に ついて完全バイリニアモデルを用いた。それぞ れの応力 - ひずみ関係を図 - 11に示す。図 -10より,解析結果は,初期剛性で実験結果よ り高い勾配を示しているものの,かぶりコンク リートの圧壊,降伏変形および曲げ耐力につい て,実験結果をよく追跡している。

なお,六車・渡邉モデルは,150MPa 級コンク リートに対する拘束効果を反映したモデルでな



図-10 実験結果と解析結果の比較



図 - 1 1 材料の応力 - ひずみ関係

いので,今後,拘束効果による強度上昇,下り勾配,圧縮限界ひずみの設定などについて,中心圧縮試験等による確認が必要となると考えられる。

5.まとめ

圧縮強度150MPa級の超高強度コンクリート を用いたRC柱の耐震構造実験を行い,検討し た結果,以下の結論が得られた。

- (1) 横拘束筋を適切に配置することにより,弾 性範囲の極めて大きい柱が得られ,Q/BD= 10N/mm² 程度の高いせん断力レベルまで損傷 度を非常に小さくすることができる。また, 変形角が 1/25 に至るまで履歴性状がよく,十 分な変形性能を有していた。
- (2) 柱脚部にねじスリーブ継手とグラウト材の 接合目地を有する PCa 化工法の試験体は,現 場打設工法の柱と同等の耐震性能を有する。
- (3) 終局曲げ耐力・終局せん断耐力について, ACI 規準や New RC 総プロで示された強度式を 用いれば,部材の耐力を適切に評価できる。
- (4) 材料の応力 ひずみ関係を適切に設定すれ ば,危険断面位置での平面保持を仮定したフ ァイバーモデルによる解析によって,部材の せん断力 - 部材変形角関係を精度よく追跡す ることができる。

参考文献

- 小室ほか:超高強度材料を用いたRC柱の 構造性能(その1,2),日本建築学会大会学 術講演梗概集C-2構造IV,pp.37~40,1997.9
- 2) 建設省総合技術開発プロジェクト:平成4年 度「高強度鉄筋分科会報告書」,pp.4-132 ~4-147,「構造性能分科会報告書, .線材 WGのまとめ」,1993.3
- 村松ほか:鉄筋コンクリート造フレーム架構の耐震性能に関する考察(その2 安全限界の評価),日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2構造 IV,pp.641~642,2001.9
- 4)日本建築学会:「RC運営委員会靭性設計小 委員会・線材WG報告書」,1992.6